

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1. TINJAUAN UMUM

Dalam perencanaan struktur bangunan rumah sakit di Jalan Supriyadi, Tlogosari, Semarang ini , studi pustaka dimaksudkan untuk mengetahui dasar-dasar teori perhitungannya. Tujuannya adalah untuk memperoleh hasil perencanaan yang baik dan akurat. Dalam kajian ini akan dibahas mengenai aspek perencanaan, metode perhitungan, spesifikasi bahan, analisa pembebanan, dan analisa perhitungan.

2.2. ASPEK-ASPEK PERENCANAAN

Desain struktural berkaitan erat dengan desain gedung secara keseluruhan., antara sistem struktural yang digunakan dengan tujuan desain (tujuan yang dikaitkan dengan masalah arsitektural, efisiensi, serviceability, kemudahan pelaksanaan, dan biaya).

Faktor-faktor yang mempengaruhi dalam pemilihan struktur adalah :

a. Aspek Teknis

Dalam merencanakan dan memilih struktur dipertimbangkan kemampuan terhadap beban yang harus dipikul oleh struktur tersebut baik beban vertikal maupun beban lateral, dan kestabilan struktur baik arah vertical maupun arah lateral. Selain itu juga harus disesuaikan dengan keadaan tanah dilokasi yang akan digunakan untuk membangun struktur itu.

Pemilihan Struktur yang digunakan juga harus mempertimbangkan kemudahan dalam pelaksanaan dan pemeliharaan struktur. Hal ini sangat membantu dalam pencapaian struktur bangunan yang sesuai dengan persyaratan yang telah ditetapkan

b. Aspek Fungsi

Dalam merencanakan struktur gedung ini juga melihat fungsi gedung yang akan di bangun.

c. Aspek Finansial

Dalam perencanaan struktur bangunan selain memiliki syarat kuat, juga harus mempertimbangkan efisiensi dana yang dibutuhkan untuk mendapatkan struktur bangunan yang baik dan memenuhi persyaratan.

d. Aspek Estetika dan Arsitektural

Aspek ini berkaitan dengan rencana denah dan bentuk struktur yang akan dipilih. Bentuk denah dan struktur yang akan digunakan ini haruslah mempunyai nilai estetika dan artistik yang baik.

e. Aspek Lingkungan dan Sosial Masyarakat.

Dalam perencanaan dan pelaksanaan suatu proyek tidak boleh menimbulkan dampak yang merusak bagi lingkungan baik fisik maupun sosial kemasyarakatan. Suatu proyek harus memiliki pengaruh yang baik bagi lingkungan dan sosial masyarakat.

2.3. SPESIFIKASI BAHAN

Spesifikasi bahan adalah material yang digunakan untuk struktur utama yang meliputi beton, baja, dan tulangan. Adapun spesifikasinya adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa
2. Mutu baja (f'_y) : BJ 34
3. Mutu tulangan (f_y) : 400 Mpa

2.4. METODE PERHITUNGAN

a. Perhitungan Atap

Perhitungan untuk atap kuda-kuda baja menggunakan metode plastis

b. Perhitungan elemen struktur

Perhitungan dimensi dan penulangan pelat, balok, tangga, dan kolom dilakukan dengan mengacu pada Tata Cara Perhitungan Beton untuk Bangunan Gedung (SKSNI T-15-1991-03) dan juga literatur-literatur lain yang mendukung.

c. Menghitung Mekanika Portal

Perhitungan mekanika portal menggunakan SAP 2000 dengan analisa 3D

d. Perhitungan Pondasi

Gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dengan perhitungan menggunakan metode kapasitas daya dukung.

2.5. RENCANA PEMBEBANAN

2.5.1. Beban-beban yang diperhitungkan

Pembebanan yang dipakai dalam perencanaan struktur gedung ini sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung 1983, antara lain sebagai berikut :

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian pada suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang terpisahkan dari gedung itu. Termasuk beban mati disini adalah beban akibat berat sendiri dari bahan-bahan bangunan gedung, sebagai contoh berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung adalah :

- Beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Dinding pasangan bata merah $\frac{1}{2}$ batu : 250 kg/m^3
- Penutup lantai dari ubin PC per centimeter tebal : 24 kg/m^2
- Langit-langit (eternit) : 11 kg/m^2
- Beban spesi dari semen per centimeter tebal : 21 kg/m^2
- Penutup atap genting dengan reng dan usuk per meter persegi : 50 kg/m^2

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat di ganti selama masa hidup gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap gedung tersebut.

Yang termasuk beban hidup adalah :

- Beban pada lantai : 250 kg/m^2
- Beban pada tangga dan bordes : 300 kg/m^2

- Beban pada lantai parkir : 800 kg/m^2
- beban akibat air hujan : $(40 - 0.8 \alpha) \text{ kg/m}^2$
- α = sudut kemiringan atap
- Beban atap yang dapat dibebani orang : 100 kg/m^2
- Beban terpusat pekerja dan peralatannya : 100 kg

3. Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditunjukkan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m^2 , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup yang telah ditentukan dengan koefisien-koefisien angin yang telah ditentukan dalam peraturan ini. Tekanan tiup di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai adalah 40 kg/m^2 , sedang untuk koefisien angin tergantung pada sudut kemiringan atap dan dinding vertikalnya.

4. Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang meniru pengaruh gerakan tanah akibat gempa itu.

Dalam hal ini pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dalam gempa disini adalah gaya-gaya didalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu. Pada saat terjadi gempa, suatu struktur akan mengalami getaran gempa dari lapisan tanah dibawah dasar bangunannya secara acak dalam berbagai arah. Apabila struktur tersebut sangat kaku atau dengan kata lain memiliki waktu getar alami T yang mendekati 0 detik, maka besarnya gaya inersia yang timbul akibat gempa dan yang bekerja pada titik pusat masa adalah :

$$F = m \times a$$

Diman : m = massa bangunan
 a = percepatan getaran gempa

Sedangkan menurut pedoman perencanaan ketahanan Gempa untuk rumah dan gedung adalah :

$$V = C \times I \times K \times W$$

Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung

Dimana :

V	=	gaya geser total akibat gempa
C	=	Koefisien gempa dasar
I	=	Faktor keutamaan
K	=	Faktor jenis struktur
W	=	Berat total bangunan

Besarnya taraf pembebanan ini tidak berlaku universal, melainkan sangat bervariasi dari satu wilayah ke wilayah lain, tergantung dari kondisi geografis dan geologis setempat. Dalam wilayah Indonesia terdapat beberapa daerah dengan perbedaan risiko gempa yang cukup berarti.

Dengan pertimbangan bahwa tinggi gedung < 40 m, maka perencanaan struktur didasarkan pada Analisa Beban Statik Ekuivalen, yaitu suatu analisa dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk meniru beban-beban gempa sesungguhnya.

Untuk memulai perhitungan distribusi gaya gempa bias dimulai dengan menghitung berat tiap lantai (berat mati + berat hidup), waktu getar bangunan (T) yang dihitung dengan :

$$T = 0.06H^{3/4} \longrightarrow \text{untuk portal beton tanpa pengaku.}$$

Koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari diagram respon spektra, faktor keutamaan struktur (I) dan faktor jenis struktur (K) dapat ditentukan dari fungsi gedung dan jenis struktur yang dipakai. Untuk memilih harga C, ada tiga jenis tanah dasar yang harus dipilih, yaitu tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak. Definisi dari tiga jenis tanah ini di tentukan berdasarkan kekuatan geser tanah (*shear strength of soil*).

Gaya geser horizontal total diperoleh dengan menggunakan persamaan :

$$V = C \times I \times K \times W$$

Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung

Tabel 2.5.1.1. Faktor keutamaan struktur (I)

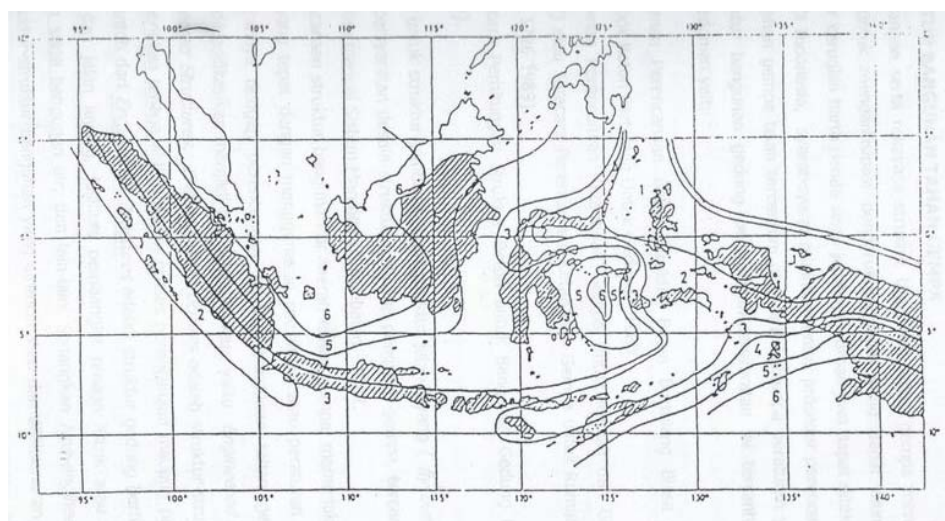
Jenis struktur bangunan / gedung	I
Bangunan monumental untuk di lestarikan	1
Bangunan penting yang harus tetap berfungsi setelah terjadi gempa, seperti rumah sakit, instalasi air minum, pembangkit tenaga listrik	1.5
Bangunan tempat menyimpan gas, minyak, asam, dan bahan beracun instalasi nuklir	1.5
Gedung umum untuk penghunian, perniagaan, dan perkantoran	1
Cerobong, tangki di atas menara	1.25

Tabel 2.5.1.2. Faktor daktilitas (μ) dan Faktor jenis struktur (K)

Jenis struktur bangunan		μ	K
1. tanpa daktilitas (elastis)	- struktur umum	1	4
2. daktilitas terbatas	- cerobong	1.3	3
	- portal dengan diagonal	1.6	2.5
	-struktur umum	$\mu \leq 2$	4/
3. daktilitas penuh	- struktur umum	$\mu > 2$	$(1+10/\mu)/3$
	- portal beton prategang	3.12	1.4
	-dinding geser kantilever	3.85	1.2
	- portal terbuka	5	1

Tabel 2.5.1.3. Faktor wilayah kegempaan (Z)

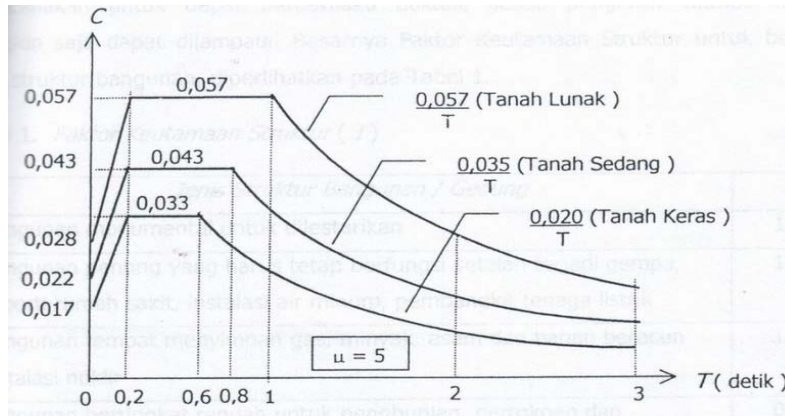
Wilayah / zona kegempaan	Percepatan tanah maksimum pada tanah keras (g)	Z
1	0.26	2.6
2	0.18	1.8
3	0.14	1.4
4	0.10	1
5	0.06	0.6
6	0	0



Gambar 2.5.1.1. Peta wilayah kegempaan Indonesia

Tabel 2.5.1.4. Definisi jenis tanah

Jenis tanah	Tanah keras	Tanah sedang	Tanah lunak
Kedalaman lapisan tanah keras (m)	Nilai rata – rata kekuatan geser tanah : S (kPa)		
5	$S > 55$	$45 \leq S \leq 55$	$S < 45$
10	$S > 110$	$90 \leq S \leq 110$	$S < 90$
15	$S > 220$	$180 \leq S \leq 220$	$S < 180$
≥ 20	$S > 330$	$270 \leq S \leq 330$	$S < 270$



Gambar 2.5.1.2. Spektrum Respon Gempa Rencana

Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung dan Buku ajar Rekayasa Gempa, Ir. Himawan Indarto.

Gaya geser tersebut lalu didistribusikan pada tiap tingkat dengan menggunakan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum (W_i \cdot h_i)} \cdot V$$

Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung

Dimana :

- F_i = Gaya geser horizontal pada lantai ke-i
- H_i = Tinggi lantai ke-i terhadap lantai dasar
- V = Gaya geser total akibat gempa

Waktu getar alami struktur diperoleh dengan rumus T Rayleigh :

$$T = 6,3 \cdot \left[\frac{\sum (W_i \cdot d_i)^2}{g \cdot \sum (F_i \cdot d_i)} \right]^{1/2}$$

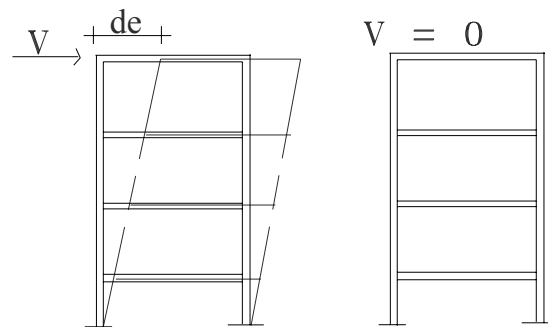
Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung

Dimana:

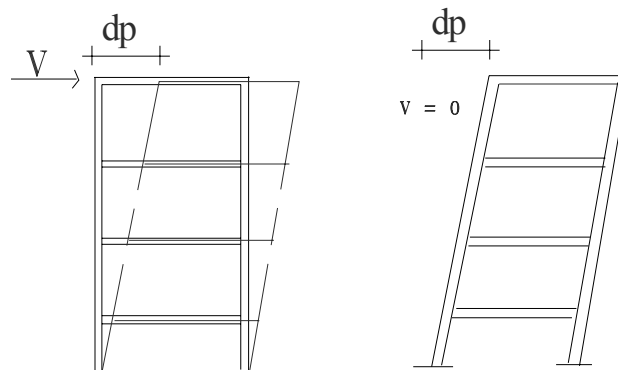
- W_i = Berat lantai ke-i
- F_i = Gaya gempa lantai ke-i
- D_i = Deformasi lateral akibat F_i yang terjadi pada lantai ke-i
- g = percepatan gravitasi

Jika waktu getar alami (T) < T taksiran, maka distribusi gaya gempa pada tiap lantai harus dihitung kembali.

Pada umumnya struktur mempunyai sifat elastis sempurna. Hubungan antara beban dan deformasi yang terjadi jika struktur bersifat elastis sempurna berupa hubungan linier, artinya jika beban tersebut dikurangi sampai nol, maka deformasinya akan hilang. Hal ini dapat disebut sebagai deformasi elastis. Namun pada struktur yang duktail atau liat akan mengalami deformasi plastis, artinya apabila beban yang terjadi pada struktur dihilangi, deformasi yang terjadi tidak akan hilang, tetapi struktur tidak mengalami keruntuhan. Pada kenyataannya jika beban bekerja pada suatu struktur, maka tahap awal struktur akan berdeformasi secara elastis. Jika beban yang bekerja terus bertambah besar, maka batas elastis struktur tersebut terlampaui, kemudian struktur akan berdeformasi secara plastis. Sehingga jika beban tersebut dihilangkan, maka hanya sebagian deformasi yang hilang (deformasi elastis = d_e), sedangkan sebagian deformasi bersifat permanen (deformasi palstis = d_p).



Gambar 2.5.1.3. Deformasi elastis pada struktur



Gambar 2.5.1.4. Deformasi palstis pada struktur

2.5.2. Faktor Beban

Ketidakpastian besarnya beban mati pada struktur lebih kecil dibandingkan dengan ketidakpastian pada beban hidup. Hal ini dapat menimbulkan perbedaan dari besar faktor-faktor beban. Menurut SKSNI T-15-1991-03 beban yang bekerja pada struktur harus dikalikan dengan faktor beban sebagai berikut :

Untuk beban mati (D) = 1.2 dan beban hidup (L) = 1.6

Pembebanan ditinjau dari kondisi pembebanan yaitu :

- Pembebanan tetap

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

- Pembebanan sementara, dengan perhitungan beban gempa :

$$U = 1.05 (D + L_r \pm E)$$

$$U = 0.9 (D \pm E)$$

Sumber : SK SNI T – 15 – 1991 – 03

Dimana :	U	=	Beban terfaktor
	D	=	Beban mati
	L	=	Beban hidup
	L _r	=	Beban hidup yang direduksi
	E	=	Beban gempa

2.6. ANALISA PERHITUNGAN

Dalam perencanaan struktur harus melalui tahapan-tahapan perencanaan mulai dari struktur atas (upper structure) sampai ke struktur bawah (Sub Structure). Adapun tahapan-tahapan perencanaan tersebut adalah sebagai berikut :

- langkah-langkah dalam perencanaan struktur atas (upper structure) adalah :
 - Penentuan denah dan konfigurasi struktur berikut sistem strukturnya.
 - Penentuan beban-beban yang bekerja pada struktur baik beban grafitasi / vertikal maupun beban lateral / gempa.
 - Estimasi dimensi elemen struktur.

- Analisa struktur bangunan.
 - Desain elemen struktur seperti kolom dan balok, balok anak, pelat lantai dan sebagainya.
- b. Langkah-langkah dalam perencanaan struktur bawah (sub structure)
- Analisa dan penentuan parameter tanah.
 - Pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan.
 - Analisa beban-beban yang bekerja pada pondasi.
 - Estimasi dimensi pondasi.
 - Perhitungan daya dukung pondasi.

Struktur atas diperhitungkan sebagai rangka terbuka (open frame), yaitu kekuatan hanya ditentukan oleh rangka dimana elemennya bersifat independent, sedangkan dinding dan struktur pendukung lainnya dianggap tidak memberikan pengaruh pada struktur utama dalam menerima beban yang bekerja.

2.6.1. Atap

Dasar perencanaan kuda-kuda yang menggunakan konstruksi baja mengacu pada Peraturan Bangunan Baja Indonesia. Tegangan-tegangan leleh ($\overline{\sigma}_y$) dan tegangan-tegangan dasar ($\overline{\sigma}$) berbeda untuk tiap-tiap mutu baja. Tegangan-tegangan baja yang dipakai adalah :

1. Untuk dasar perhitungan tegangan-tegangan yang diijinkan pada suatu kondisi pembebanan tertentu, dipakai tegangan dasar ($\overline{\sigma}$) yang besarnya dapat dihitung dari persamaan :

$$\overline{\sigma} = \sigma_1 : 1.5$$

Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

2. Untuk pembebanan tetap, besarnya tegangan normal yang diijinkan sama dengan tegangan dasar sedangkan untuk tegangan geser ($\overline{\tau}$) adalah

$$\overline{\tau} = 0.58.\overline{\sigma}$$

Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

3. Untuk elemen baja yang mengalami kombinasi tagangan normal dan tegangan geser, maka tegangan idiil (σ_1) adalah tidak melebihi tegangan dasarnya atau dapat dituliskan : $\sigma_1 \leq \overline{\sigma}$

Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

4. Untuk pembebanan sementara akibat berat sendiri, beban berguna, dan gaya gempa atau gaya angin, maka besarnya tegangan boleh dinaikkan menjadi 30%.

$$\overline{\sigma}_{\text{sementara}} = 1.3 \times \overline{\sigma}$$

Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

Batang-batang yang menerima gaya tekan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga terjamin stabilitasnya terutama terhadap bahaya tekuk. Konstruksi atap harus diperiksa terhadap tegangan dan lendutan, dimana tegangan yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan ijinnya, demikian juga lendutan yang terjadi harus lebih kecil dari syarat lendutan maksimum yang diijinkan.

Pembebanan pada atap mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung. Tahun 1983.

Karena konstruksi yang direncanakan simetris ,maka dalam perhitungan sambungan hanya akan ditinjau sebagian saja. Alat sambung yang dipakai adalah baut.

Tegangan-tegangan yang diijinkan dalam menghitung kekuatan baut adalah sebagai berikut :

Tegangan geser yang diijinkan : $\overline{\tau} = 0.6 \cdot \overline{\sigma}$

Tegangan tarik yang diijinkan : $\overline{\sigma}_{\text{tarik}} = 0.7 \cdot \overline{\sigma}$

Kombinasi tegangan geser dan tegangan tarik yang diijinkan :

$$\sigma_1 = (\sigma^2 + 1.56\tau^2)^{1/2} \leq \overline{\sigma}$$

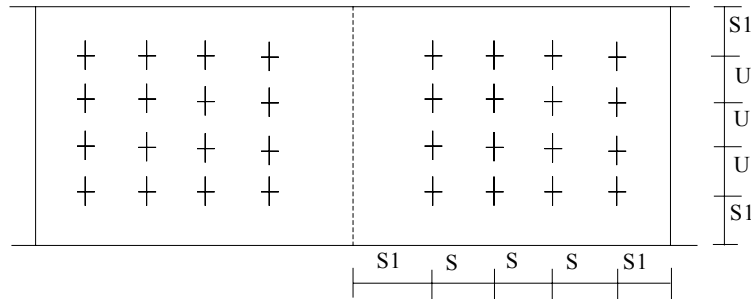
Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

Sambungan yang digunakan merupakan sambungan irisan dua sehingga harus memenuhi syarat-syarat :

$$\delta / d < 0.628 \longrightarrow \text{pengaruh desak}$$

☑ Jika sambungan terdiri lebih dari satu baris baut yang tidak berseling maka:

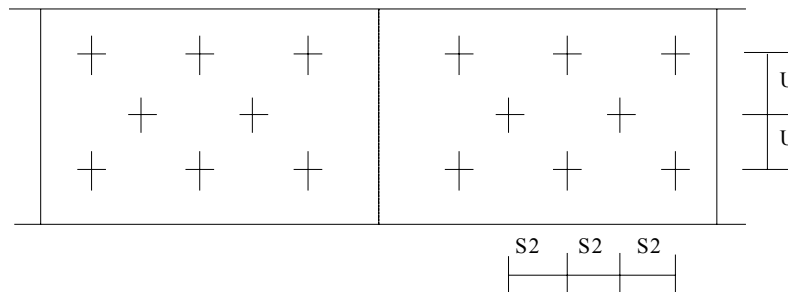
- $2.5 d \leq s \leq 7d$ atau $14 t$
- $2.5 d \leq u \leq 7d$ atau $14 t$
- $1.5 d \leq s_1 \leq 3d$ atau $6 t$



Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

☑ Jika sambungan terdiri lebih dari satu baris baut yang berseling maka:

- $2.5 d \leq u \leq 7 d$ atau $14 t$
- $s_2 \geq 7 d - 0.5 u$ atau $14 t - 0.5 u$



Sumber : Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984

Dimana :

- d = diameter baut (mm)
- t = tebal terkecil bagian yang disambung (mm)
- s_1 = jarak dari sumbu baut yang paling luar ke tepi bagian yang disambung. (mm)
- s_2 = jarak antara satu baut dengan baut terdekat pada baris lain (mm)
- u = jarak antara baris - baris baut (mm)

2.6.2 Pelat

Pelat merupakan bidang yang datar (tidak melengkung) yang jika ditinjau secara tiga dimensi mempunyai tebal yang jauh lebih kecil dari ukuran bidang pelat.

Pelat lantai pada bangunan mempunyai fungsi antara lain :

- Memisahkan ruangan dalam bangunan secara vertikal.
- Menahan beban di atasnya, seperti, partisi atau sekat lainnya dan beban hidup.
- Menyalurkan beban ke balok bawahnya.

2.6.3. Tangga dan Lift

Perencanaan dan perhitungan untuk tangga menggunakan metode perencanaan tipe K yang dibantu program SAP 2000 untuk analisa gayanya.

Sedangkan dalam perencanaan lift dilakukan dengan analisa terhadap konstruksi ruang tempat lift dan juga perhitungan balok penggantung katrol lift.

2.6.4. Perhitungan Mekanika Portal

Dalam perhitungan mekanika portal dilakukan dengan program SAP 2000 untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dan reaksi – reaksi tumpuan dari elemen struktur.

2.6.5. Struktur Portal

Perencanaan struktur portal mengacu pada SKSNI T-15-1991-03. Dimana struktur dirancang sebagai portal daktail dengan penempatan sendi – sendi plastis pada balok (*strong column-weak beam*).

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatannya sesuai dengan sifat beban, hal ini dikarenakan adanya ketidakpastian kekuatan bahan terhadap pembebanan.

Faktor reduksi ϕ menurut SKSNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut

- $\phi = 0.8$, untuk beban lentur tanpa gaya aksial
- $\phi = 0.7$, untuk gaya aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur
- $\phi = 0.8$, untuk gaya aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur
- $\phi = 0.6$, untuk geser dan torsi

Beban hidup yang bekerja pada komponen struktur, diatur menurut ketentuan berikut:

1. Beban hidup dianggap hanya bekerja pada lantai atau atap yang sedang ditinjau dan ujung kiri dari kolom yang bersatu dengan strutur boleh dianggap terjepit.
2. pengaturan dari beban hidup yang bekerja pada balok menggunakan pola pembebanan papan catur dan boleh dibatasi pada kombinasi berikut :
 - ✓ Beban mati terfaktor pada semua bentang dengan beban hidup penuh terfaktor yang bekerja pada dua bentang yang bersebelahan.
 - ✓ Beban mati terfaktor pada semua bentang dengan beban hidup penuh terfaktor pada bentangyang berselang.

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin memperlemah kekuatan atau kemampuan kelayanan struktur pada beban kerja.

a. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Momen Lentur

Kuat lentur pada balok portal dinyatakan dengan $M_{u,b}$ harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa, sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1.2 M_{D,b} + 1.6 M_{L,b}$$

$$M_{u,b} = 1.05 (M_{D,b} + M_{E,bR} \pm M_{E,b})$$

$$M_{u,b} = 0.9 (M_{D,b} \pm M_{E,bR})$$

Dimana :

- | | | |
|------------|---|--|
| $M_{u,b}$ | = | Momen lentur perlu balok untuk perencanaan. |
| $M_{D,b}$ | = | Momen lentur portal akibat beban mati tak berfaktor. |
| $M_{L,b}$ | = | Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai yang ditinjau. |
| $M_{E,b}$ | = | Momen lentur portal akibat beban gempa tak berfaktor. |
| $M_{E,bR}$ | = | Momen lentur portal akibat beban gempa berfaktor. |

Sumber : SK SNI T- 15 - 1991 - 03

Dalam perencanaan kapasitas balok portal, momen tumpuan negatif akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa balok boleh direstribusi dengan menambah atau mengurangi dengan prosentase yang tidak melebihi :

$$Q = 30. \left[1 - 4/3.((\rho - \rho') / \rho b) \right] \text{persen}$$

Dengan syarat apabila tulangan lentur balok telah direncanakan sehingga $(\rho - \rho')$ tidak melebihi $0.5\rho_b$ (persyaratan gempa). Momen lapangan dan momen tumpuan pada bidang muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan.

Sumber : SK SNI T – 15 – 1991 – 3

➤ Dasar perencanaan dan perhitungan

Balok direncanakan dengan menggunakan tulangan tekan (tulangan double), dengan menentukan tulangan tekan terlebih dahulu.

Hitungan dapat dipecah demikian :

$$M = M_1 + M_2$$

Dimana :

M_1 = Momen yang ditahan penampang persegi tulanga single
(A_{s1})

M_2 = Momen yang ditahan oleh tulangan tekan (A_s') dan
tambahan tulangan tarik (A_{s2})

$$M_1 = R_1 * b * a * (d - a / 2) = A_{s1} * f_y * (d - a/2) \text{ atau}$$

$$M_1 = K * b * d^2 * R_1$$

$$A_{s2} = A_s' = A_s - A_{s1}$$

$$M_2 = A_{s2} * f_y * (d - d') = A_s' * f_y * (d - d')$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A_s'$$

Macam perhitungan yang mungkin dijumpai :

1. Jika M , b , h , R_1 , f_y , diketahui, maka dicari A_s' dan A_{s1}

Cara penyelesaian dengan materi K dahulu, jika $K > K_{max}$ berarti memang dibutuhkan tulangan tekan A_s' .

$$M_1 = K_{max} * b * d^2 * R_1$$

$$M_2 = M - M_1$$

$$\begin{aligned}
 A_s' &= A_{s2} = M_2 / [f_y * (d - d')] \\
 A_{s1} &= F_{max} * b * d * R_1 / f_y \\
 A_s &= A_{s1} + A_{s2}
 \end{aligned}$$

Jika $M_2 \leq 0$, berarti penampang cukup menggunakan tulangan single.

3. Jika M , b , h , R_1 , f_y , A_s' diketahui maka dicari A_s . Cara penyelesaiannya dengan mencari M_2 dahulu :

$$M_2 = A_s' * f_y * (d - d'),$$

tetapi perlu diperiksa apakah A_s' perlu diperhitungkan.

$$M_1 = M - M_2$$

- . Jika $M_1 \leq 0$, maka A_s' tidak diperhitungkan (momen ditahan seluruhnya oleh penampang tulangan single A_s)

- . Jika $M_1 > 0$, maka A_s' diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 K &= M_1 / (b * d^2 * R_1) \\
 F &= 1 - (1 - 2K)^{1/2} \\
 A_{s1} &= F * b * d * R_1 / f_y \\
 A_s &= A_{s1} + A_s'
 \end{aligned}$$

b. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Gaya geser rencana balok portal daktilitas penuh dihitung menurut persamaan berikut :

$$V_{u,b} = 0.7 * \phi_o [(M_{nak,b} + M_{nak,b'}) / l_n] + 1.05 V_g,$$

tetapi gaya geser maksimum balok tidak perlu lebih dari :

$$V_{u,b} = 1.05 [V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4.0}{K} V_{E,b}]$$

Sumber : SK SNI T- 15 - 1991 - 03

Dimana :

Φ_o	=	faktor penambahan kekuatan
V_g	=	gaya geser akibat gravitasi
l_n	=	panjang bentang bersih balok
$M_{nak,b}$	=	momen nominal / leleh balok pada ujung komponen
$M_{nak,b'}$	=	momen nominal / leleh balok pada bidang muka disebelahnya
$V_{u,b}$	=	gaya geser rencana balok

VD,b	=	gaya geser balok akibat beban mati
VL,b	=	gaya geser balok akibat beban hidup
VE,b	=	gaya geser balok akibat beban gempa
K	=	factor jenis struktur ($K > 1,0$)

Sumber : SK SNI T – 15 – 1991 – 03

➤ Dasar Perhitungan Tulangan Geser Balok

SKSNI T – 15- 1991 – 03 menetapkan bahwa gaya geser yang bekerja pada penampang yang ditinjau harus direncanakan sehingga, :

$$V_u \leq \Phi * V_n$$

Dimana :

V_u	=	Gaya lintang yang terjadi pada penampang yang ditinjau $1.2 V_D + 1.6 V_L$
V_n	=	kekuatan geser nominal yang besarnya
	=	$V_c + V_s$
V_c	=	kekuatan geser nominal sumbangan beton
V_s	=	kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

Sumber : SK SNI T– 15 – 1991 – 03

Apabila gaya lintang yang terjadi lebih besar dari kekuatan geser nominal sumbangan beton, maka diperlukan tulangan geser untuk menopang sisa gaya lintang yang terjadi atau $V_u \geq \phi * V_c$, maka diperlukan tulangan geser dengan menggunakan rumus :

$$\Phi * V_c = \Phi * (1 / 6) \sqrt{f_c'} b_w * d$$

- jika ($V_u - \phi * V_c$) $\leq 0.33 \sqrt{f_c'} * b_w * d$, maka dapat ditentukan jarak sengkang maksimal (S_{max}) = $d / 2$.
- Jika ($V_u - \phi * V_c$) $> 0.33 \sqrt{f_c'} * b_w * d$, maka dapat ditentukan jarak sengkang maksimal (S_{max}) = $d / 4$.

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / (b_w * d) \\ \phi * V_s &= V_u - \phi * V_c \\ \phi * V_{S_{max}} &= 0.6 * (2 / 3) \sqrt{f_c'} b_w * d \end{aligned}$$

Sumber : SK SNI T– 15 – 1991 – 03

Luas tulangan geser yang diperlukan harus lebih besar dari luas tulangan geser minimum.

$$A_v (\text{seangkang}) \geq A_{v_{\min}} (\text{seangkang minimum})$$

$$A_v = \phi * V_s * b_w * d * s / (\Phi * f_y)$$

$$A_{v_{\min}} = (b_w * s) / (3 * f_y)$$

Sumber : SK SNI T – 15 – 1991 – 03

c. Perencanaan Tulangan Kombinasi Geser Lentur dan Puntir / Torsi

Di dalam praktek, puntir bekerja sama dengan lentur.

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c'} * b_w * d, \text{ yaitu kuat geser lentur beton tanpa torsi}$$

$$T_c = (1/15 \sqrt{f_c'} * \sum x^2 * y)$$

yaitu kuat momen puntir beton nominal tanpa lentur.

$$(T_n'' / T_n)^2 + (V_n'' / V_n)^2 = 1, \text{ dimana } T_n'' \text{ dan } V_n'' \text{ adalah}$$

kekuatan puntir dan geser lentur nominal interaksi.

$$T_n = T_c + T_s, \text{ adalah kekuatan puntir nominal tanpa geser lentur.}$$

$$V_n = V_c + V_s, \text{ adalah kuat geser nominal tanpa puntir.}$$

Jika persamaan diatas dibagi dengan V_n'' / V_n , maka diperoleh :

$$V_n'' = V_n / [1 + (V_n / T_n)^2 * (T_n'' / V_n'')^2]^{1/2}$$

Dengan cara mirip diatas, diperoleh :

$$T_n'' = T_n / [1 + (T_n / V_n)^2 * (T_n'' / V_n'')^2]^{1/2}$$

$$V_n = (1/6) \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$T_n = (1/5) \sqrt{f_c'} * \sum x^2 * y$$

$$T_n / V_n = 0.4 / C_t$$

$$V_n'' / T_n'' = V_u / T_u \text{ atau } T_u / V_u = T_n'' / V_n''$$

$$T_u = \text{momen torsi terfaktor}$$

sehingga :

$$V_n'' = (1/6) \sqrt{f_c'} * b_w * d / [1 + (T_u / V_u)^2 * (0.4 / C_t)^2]^{1/2}$$

$$T_n'' = (1/15) \sqrt{f_c'} * \sum x^2 * y / [1 + (0.4 / C_t)^2 * (T_u / V_u)^2]^{1/2}$$

$$T_n = T_n'' + T_{s_{\max}}, \text{ atau}$$

$$T_{s_{\max}} = T_u / \phi - T_n$$

Untuk mencegah bahaya kehancuran tekan (mendadak) pada beton sebelum tulangan meleleh, maka momen puntir maksimum dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned}
T_{s_{\max}} &< 4 * T_{n''}, \text{ dan } T_{u_{\max}} &= & \phi * 5 * T_{n''} \\
T_{s_{\max}} & &= & (T_u - \phi * T_{n''}) \\
T_s & &= & (T_u / \phi * T_{n''})
\end{aligned}$$

✓ Luas penampang satu kaki sengkang penahan puntir :

$$\begin{aligned}
A_t &= (T_u - \phi * T_{n''}) * s / (\alpha t * \phi * f_y * X_1 * Y_1) \\
A_t &= (T_u / \phi * T_{n''}) * s / (\alpha t * \phi * f_y * X_1 * Y_1)
\end{aligned}$$

Dimana :

$$\alpha t = \{ 2 + (X_1 + Y_1) \} / 3 \leq 1.5$$

✓ Luas penampang total tulangan memanjang puntir :

$$A_1 = 2 * A_t * (X_1 + Y_1) / s$$

Yaitu diperoleh dari shear – flow melalui tulangan memanjang puntir sejauh

s = shear – flow dalam sebuah sengkang atau :

$$\begin{aligned}
A_1 &= [(2.8 * b_w * s / f_y) * \{ T_u / (T_u + V_u / (3Ct)) \} - \\
&\quad (2 * A_t)] * ((X_1 + Y_1) / s)
\end{aligned}$$

Dimana nilai A_1 ini tidak perlu melebihi nilai yang diperoleh dengan mengganti $b_w * s / (3 * f_y)$ untuk suku $2 * A_t$.

s dipilih yang terkecil dari nilai $(X_1 + Y_1) / 4$ atau 30 cm. Diameter tulangan untuk tulangan memanjang puntir minimum adalah 10 mm. Jika ada gaya aksial N_u , maka $V_{n''}$ dan $T_{n''}$ harus direduksi dengan factor $(1 + 0.3 N_u / A_g)$ dimana N_u bernilai positif untuk tekan dan bernilai negatif untuk tarik.

Sumber : SK SNI T – 15 – 1991 – 03

d. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan aksial

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh harus memenuhi :

$$\sum M_{U,k} \geq 0.7 * \omega_d * \phi_o * \sum M_{nak,b},$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari

$$\sum M_{U,k} = [1.05 \sum M_{D,K} + M_{L,K} + \frac{4.0}{K} M_{E,K}]$$

Sumber :SK SNI T – 15 – 1991 – 3

Dimana :

$M_{nak,b}$ = Kuat momen lentur nominal actual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

$M_{U,K}$	=	Jumlah momen rencana kolom
$M_{D,K}$	=	momen kolom akibat beban mati
$M_{L,k}$	=	momen kolom akibat beban hidup
$M_{E,k}$	=	momen kolom akibat beban gempa
ω_d	=	faktor pembesar dinamis
ϕ_o	=	faktor penambah kekuatan
K	=	faktor jenis struktur ($K > 1.0$)

Beban aksial rencana $N_{u,k}$, yang bekerja pada kolom portal dengan dektalitas penuh dihitung dari :

$$N_{u,k} = ((0.7 * R_v * \phi_d * \sum M_{nak, b}) / I_b) + 1.05 * N_{g,k}$$

dan tidak lebih dari :

$$N_{u,k} \geq \left(1.05 * N_{g,k} + \frac{4.0}{K} N_{E,k} \right)$$

Dimana :

$N_{g,k}$	=	gaya aksial kolom akibat beban gravitasi.
$N_{E, K}$	=	gaya aksial kolom akibat beban gempa.
ϕ_o	=	faktor penambahan kekuatan.
R_v	= faktor reduksi	= 1 untuk $1 < n \leq 4$
	=	$1.1 - 0.025 * n$ untuk $4 < n \leq 20$
	=	0.6 untuk $n > 20$
I_b	=	bentang balok di ukur dari pusat join.
n	=	jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau.
$M_{nak, b}$	=	kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus memperhitungkan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dalam dua arah peninjauan yang saling tegak lurus.

➤ Dasar Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Data masukan : M_1 , M_2 , P_u , dimensi kolom, mutu baja, mutu beton, tulangan rencana.

Perhitungan :

$$1. P_u = P_{u_x} + P_{u_y} - W_{kolom}$$

$$P_u = \text{P total yang diterima kolom}$$

$$P_{u_x} = \text{P akibat portal searah sumbu x}$$

$$P_{u_y} = \text{P akibat portal searah sumbu y}$$

2. Eksentrisitas awal ($e_o > 15 + 0,03 h$)

$$e_{ox} = M_x / P_{u_x} ; \quad e_{oy} = M_y / P_{u_y}$$

$$M_x = \text{Momen akibat portal searah sumbu x}$$

$$M_y = \text{Momen akibat portal searah sumbu y}$$

$$e_{ox} = \text{Eksentrisitas awal terhadap sumbu x}$$

$$e_{oy} = \text{Eksentrisitas awal terhadap sumbu y}$$

$$3. GA = [\sum E * I_k * L_k] / [\sum E * I_b * L_b]$$

$$GA = \text{faktor penahanan di dua ujung batang}$$

$$E = \text{modulus elastisitas}$$

$$I_k = \text{momen inersia kolom}$$

$$I_b = \text{momen inersia balok}$$

$$L_k = \text{panjang elemen kolom}$$

$$L_b = \text{panjang elemen balok}$$

4. $GA = GB$ (faktor penahanan ujung atas dan bawah sama besar)

Hasil di atas digunakan untuk mencari K (dari nomogram)

5. Mencari jari-jari girase (r) = 0,3 h, untuk penampang persegi

6. Kelangsingan (K) = $k * L_u / r$, dengan syarat :

Jika $K < 22$, faktor kelangsingan diabaikan

Jika $K > 22$, faktor kelangsingan diperhitungkan

$$7. P_c = \pi^2 * E * I / (k * L_u)^2$$

$$P_c = \text{P kritis}$$

$$C_m = 1 \text{ (portal bergoyang)}$$

$$\begin{aligned}
C_{ss_x} &= C_m / [1 - P_{u_x} / (\phi * P_c)] \\
C_{ss_y} &= C_m / [1 - P_{u_y} / (\phi * P_c)] \\
M_{u_x} &= M_x * C_{ss_x} \\
C_{ss_x} &= \text{faktor pembesaran momen searah sumbu x} \\
M_{u_y} &= M_y * C_{ss_y} \\
C_{ss_y} &= \text{faktor pembesaran momen searah sumbu y} \\
8. e_{a_x} &= M_{u_x} / P_{u_x} \\
e_{a_y} &= M_{u_y} / P_{u_y} \\
e &= e_a + h/2 - d'' \\
e_x &= e_{a_x} + h/2 - d'' \\
e_y &= e_{a_y} + h/2 - d' \\
9. ab &= (\beta_1 * 600 * d) / (600 + f_y)
\end{aligned}$$

dimana:

β_1 = perbandingan blok tegangan terhadap tinggi garis netral

ab = tinggi balok tegangan tekan ekivalen penampang beton dalam keadaan balanced.

$$\begin{aligned}
10. a &= P / (R_1 * b) \quad \text{dan} \quad P = P_u / \phi \\
a &= \text{tinggi blok tegangan tekan ekivalen penampang beton}
\end{aligned}$$

- Jika $a < ab$; A_s digunakan rumus :

$$A_s = A_s'' = P * \left(\frac{[(e - d) + P/2 * R_1 * B]}{f_y * (d - d')} \right)$$

- Jika $A_s = A_s'$ didapatkan hasil negatif digunakan rumus :

$$A_s = A_s'' = \frac{(P * e - F_b * b * d^2 * R_1 (1 - F_b/2))}{f_y * (d - d')}$$

$$A_s = A_s'' = \frac{P * e - K_b * b * d^2 * R_1}{f_y * (d - d')}$$

- Jika hasil $A_s = A_s'$ masih negatif digunakan rumus :

$$A_{s \text{ total}} = \frac{P - R * A_g}{f_y}$$

- Jika hasil masih negatif digunakan (syarat tulangan 1% - 6%)

$$A_s = 3\% * A_g$$

- Jika A_s hasil perhitungan $< A_s$ minimum, maka gunakan A_s minimum

Sumber : Dasar – Dasar Perencanaan Beton Bertulang, Ir. W. C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma. M.Eng.1997

Pemeriksaan gaya aksial

$$C_b = (600 * d) / (600 + f_y)$$

$$a_b = 0,85 * C_b$$

$$F_b = a_b / d$$

$$K_b = F_b (1 - F_b / 2)$$

$$M_{nb} = 0.85 * f_c' * K_b * b * d^2 + A_s' * f_y (d - d')$$

$$P_{nb} = 0.85 * f_c' * b * a_b$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb}$$

$$e = e_a + h/2 - d''$$

- Jika $0.3 * d + h/2 - d'' < e_b$, maka :

$$P_o = 0,85 * f_c' * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_x = P_o - (e_x/e_b)^2 (P_o - P_{nb})$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}$$

Syarat $P_i > P$, maka penampang cukup kuat menahan P

Dimana :

$$b = \text{lebar penampang.}$$

$$h = \text{tinggi penampang.}$$

$$d = \text{tinggi efektif penampang.}$$

C_b	=	tinggi blok tegangan tekan penampang beton dalam keadaan balance.
A_b	=	tinggi blok tegangan tekan ekuivalen penampang beton dalam keadaan balance.
P_i	=	P total yang diterima kolom.
P_x	=	P akibat portal searah sumbu x.
P_y	=	P akibat portal searah sumbu y.
M_n	=	momen total akibat portal.
E_x	=	eksentrisitas awal.
E_y	=	eksentrisitas akhir.

Sumber : Dasar – Dasar Perencanaan Beton Bertulang, Ir. W. C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma. M.Eng.1997

e. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

Kuat geser portal dengan daktilitas penuh, $V_{u,k}$ harus dihitung dari :

$V_{u,k} = (M_{u,k} \text{ atas} + M_{u,k} \text{ bawah}) / l_n$, tetapi tidak lebih besar dari :

$V_{u,k} = 1.05 (V_{D,k} + V_{L,k} + (4,0 / K) V_{E,k})$

Dimana:	$M_{u,k}$	=	momen rencana kolom
	$V_{u,k}$	=	gaya geser rencana kolom
	$V_{D,k}$	=	gaya geser kolom akibat beban mati
	$V_{L,k}$	=	gaya geser kolom akibat beban hidup
	$V_{E,k}$	=	gaya geser kolom akibat beban gempa
	l_n	=	tinggi bersih kolom
	K	=	faktor jenis struktur ($K > 1,0$)

➤ Dasar Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Data masukan : $f_c', f_y', b_w, h, d, V_u, M_u, N_u$

Perhitungan :

$$V_n = V_u / \phi$$

$$V_c = 0,17 (1 + 0,073 * N_u / A_g) \sqrt{f_c'} * b_w * d > 0,3 * \sqrt{f_c'} b_w * d * [1 + 0,3 * (N_u / A_g)]^{1/2}$$

$(V_n - V_c) \geq 2/3 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$, maka ukuran penampang harus diperbesar

$(V_n - V_c) < 2/3 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$, maka ukuran penampang mencukupi

Syarat perlu tulangan geser : $V_u > \phi * V_c$

Jika $V_u < \phi * V_c$, maka digunakan tulangan geser minimum dengan cara :

$$A_v = b_w * s / 3 * f_y$$

$$S = A_v * 3 * f_y / b_w \longrightarrow S < d/2$$

A_v = jumlah luas penampang kedua kaki sengkang.

Sumber : SK SNI T- 15 - 1991 - 03

2.6.6. Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

- Fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut
- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Dalam pelaksanaannya ada dua jenis pondasi yang dapat digunakan, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan untuk tanah yang mempunyai lapisan yang cukup tebal dan berkualitas baik, sehingga mampu memikul beban yang ada di atasnya. Sedangkan pondasi dalam digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

2.6.6.1. Penentuan Parameter Tanah

Untuk dapat mengetahui susunan lapisan tanah yang ada serta sifat-sifatnya secara mendetail untuk perencanaan suatu bangunan yang akan dibangun maka dilakukan penyelidikan dan penelitian tanah. Pekerjaan ini dilakukan di laboratorium dan di lapangan.

Maksud dari penyelidikan dan penelitian tanah adalah melakukan investigasi pondasi rencana bangunan sehingga dapat dipelajari susunan lapisan tanah yang ada serta sifat-sifat yang berkaitan dengan jenis bangunan yang akan dibangun di atasnya.

2.6.6.2. Daya dukung tanah

Analisis daya dukung tanah diperlukan untuk mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung tanah (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadinya keruntuhan geser. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah dan diberi simbol q_{ult} . Daya dukung ini merupakan kemampuan tanah untuk mendukung beban, dimana diasumsikan tanah mulai mengalami keruntuhan. Besarnya daya dukung tanah yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan.

Perencanaan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko adanya erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah di sekitar pondasi.

2.6.6.3. Pondasi Dangkal

Ada beberapa jenis pondasi dangkal antara lain adalah :

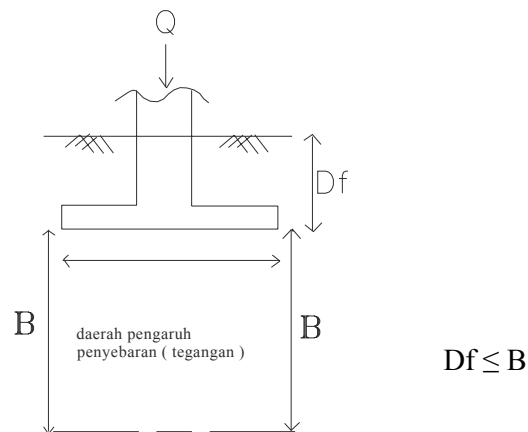
- Pondasi telapak
- Pondasi lajur
- Pondasi rakit

Suatu pondasi disebut sebagai pondasi dangkal apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$).

Menurut Terzaghi, pondasi dangkal adalah

- ☒ Apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi.
- ☒ Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah bawahnya yang berupa lapisan penyangga lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi

Umumnya pondasi dangkal berupa pondasi telapak yaitu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi. Pondasi ini biasanya bersatu dengan bagian utama bangunan sehingga merupakan suatu konstruksi yang monolit.



Gambar 2.6.6.3.1. Pondasi Dangkal

Sumber : Rekayasa Pondasi II Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam

dimana :

D_f = kedalaman pondasi

B = lebar pondasi

Stabilitas pondasi dangkal ditentukan oleh beberapa faktor :

1. Kapasitas daya dukung tanah (*Bearing capacity*)

daya dukung tanah ini sangat di pengaruhi oleh :

- ☒ jenis pondasi dangkal, yang meliputi bentuk, dimensi, dan kedalaman

☑ sifat tanah dimana pondasi dangkal itu diletakkan.

2. Penurunan (*settlement*)

- o penurunan seketika (*immediate settlement*)

diakibatkan oleh elastisitas tanah.

- o penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

diakibatkan oleh peristiwa konsolidasi atau keluarnya air dari ruang pori partikel tanah.

2.6.6.4. Metode analisis kapasitas daya dukung pondasi dangkal

1. kapasitas daya dukung pondasi dangkal menurut Terzaghi

Teori daya dukung Terzaghi (1943), dimaksudkan untuk pondasi langsung yang tidak begitu dalam.

Kekuatan geser tanah dapat di cari dengan menggunakan rumus :

$$S = c + \sigma \tan \emptyset$$

Sumber : Mekanika Tanah. Dr. Ir. L.D.Wesley, 1977

Dimana :

S = kekuatan geser tanah

σ = tegangan normal pada bidang geser

c dan \emptyset = konstanta kekuatan geser tanah , c = kohesi dan

\emptyset = sudut perlawanan geser

Sedangkan besarnya daya dukung pondasi dangkal menurut Terzaghi adalah

Pondasi menerus	$q_{ult} = c . N_c + \gamma . D . N_q + \frac{1}{2} . \gamma . B . N_{\gamma}$
Empat persegi panjang	$q_{ult} = 1.3 . c . N_c + \gamma . D . N_q + 0.4 . \gamma . B . N_{\gamma}$
lingkaran	$q_{ult} = 1.3 . c . N_c + \gamma . D . N_q + 0.3 . \gamma . R . N_{\gamma}$

Dimana :

q_{ult} = daya dukung keseimbangan

B	=	lebar pondasi
D	=	kedalaman pondasi
γ	=	berat isi tanah
c	=	kohesi
R	=	jari – jari pondasi

Untuk harga – harga dari N_c , N_q , dan N_γ biasanya di dapat dari :

- a. analitis dengan memasukkan harga $< \phi$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 (45^\circ + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75 \cdot \pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \cdot \left\{ \frac{k_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right\}$$

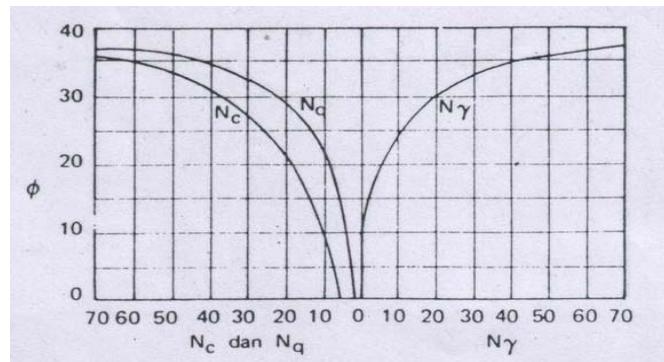
- b. tabel (tabel 2.6.1)

- c. grafis, untuk $< \phi = 0$ harga $N_c = 5.4$, $N_q = 1$, dan $N_\gamma = 0$

Tabel 2.6.6.4.1. Faktor Kapasitas Daya Dukung Terzaghi

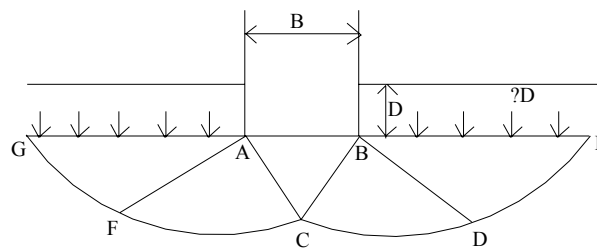
ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7+	1	10.8	
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5	25
25	25.1	12.7	9.7	35
30	37.2	22.5	19.7	52
34	52.6	36.5	35	

35	57.8	41.4	42.4	82
40	95.7	81.3	100.4	141
45	172.3	173.3	297.5	298
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800



Grafik 2.6.6.4.1. Hubungan antara Nilai N_c , N_q , N_γ , dan ϕ menurut Terzaghi

Pada teori kapasitas daya dukung pondasi menurut Terzaghi, tidak memperhitungkan kekuatan geser tanah yang terletak di atas dasar pondasi karena itu teori ini hanya untuk pondasi yang dangkal (*shallow foundation*).



Gambar 2.6.6.4.2. Cara keruntuhan (*failure mode*) pada teori Terzaghi

Dianggap bahwa dasar pondasi tidak licin sehingga gesekan atas tanah dan pondasi cukup tinggi. Dengan demikian bagian ABC akan bergerak ke bawah bersamaan dengan pondasi. Bagian BCD dianggap daerah “ *radial shear* “ dan BDE merupakan daerah tegangan tanah pasif. Kekuatan tanah di atas garis BE tidak diperhitungkan, hanya beratnya saja yang diperhatikan.

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

2. Kapasitas Daya Dukung Meyerhof

Meyerhof (1951, 1963) menyarankan suatu persamaan daya dukung yang mirip dengan persamaan Terzaghi, tetapi memasukkan suatu faktor bentuk s_q untuk ketentuan kedalaman N_q . Selain itu juga dimasukkan faktor kedalaman d_i dan faktor kemiringan i_i untuk kasus – kasus dimana beban pondasi itu miring terhadap vertikal.

Secara umum rumus daya dukung pondasi menurut Meyerhof adalah :

$$q_{ult} = c.N_c.s_c.d_c + q.N_q.s_q.d_q + 0.5.\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma$$

Sedangkan untuk pondasi dangkal yang menerima beban miring menggunakan rumus :

$$q_{ult} = c.N_c.d_c.i_c + q.N_q.d_q.i_q + 0.5. \gamma.B.N_\gamma.d_\gamma.i_\gamma$$

Dimana :

q_{ult}	=	daya dukung pondasi dangkal
c	=	kohesi
s	=	faktor bentuk (tabel 2.6.2)
d	=	kedalaman (tabel 2.6.2.)
i	=	kemiringan (tabel 2.6.2.)
B	=	lebar pondasi
γ	=	berat isi tanah
\emptyset	=	sudut geser tanah

untuk nilai N_c , N_q , dan N_γ di dapat dengan cara grafis, ataupun dengan menggunakan rumus :

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \emptyset} \cdot \tan^2 (45 + \emptyset/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \emptyset$$

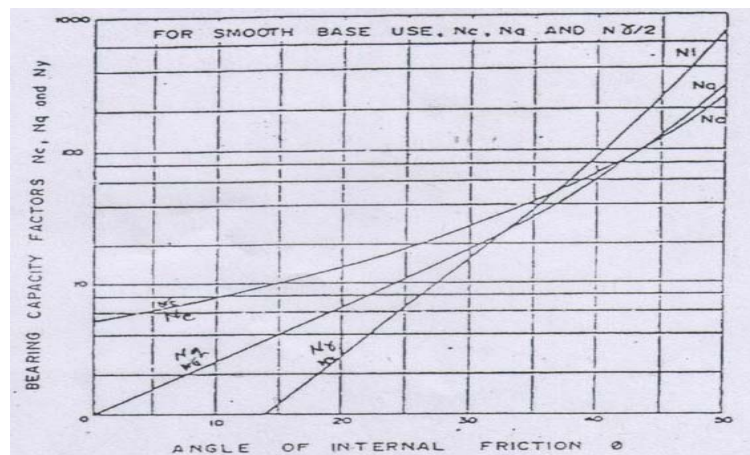
$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan (1.4 \cdot \emptyset)$$

**Tabel 2.6.6.4.2.Faktor – faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan
untuk persamaan daya dukung Mayerhof**

faktor	nilai	untuk
Bentuk	$s_c = 1 + 0.2K_p \cdot B/L$	Semua \emptyset
	$s_q = s = 1 + 0.1K_p \cdot B/L$	$\emptyset > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\emptyset = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \cdot D/B$	Semua \emptyset
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \cdot D/B$	$\emptyset > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\emptyset = 0$
kemiringan	$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90^\circ)^2$	Semua \emptyset
	$i_\gamma = (1 - \theta^\circ/90^\circ)^2$	$\emptyset > 10^\circ$
	$i_\gamma = 1$	$\emptyset = 0$

Dimana $K_p = \tan^2 (45 + \emptyset/2)$

θ = sudut resultan di ukur dari vertikal tanpa tanda



Grafik 2.6.6.4.2. Hubungan antara N_c , N_q , N_γ , dan \emptyset menurut Meyerhof

sumber :Analisis dan Desain Pondasi, Joseph E. Bowles, Jilid 1, 1997

3. Kontrol settlement pada pondasi dangkal

Ada dua jenis penurunan pada pondasi dangkal, yaitu penurunan seketika

(*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*).

a. penurunan seketika (*immediate settlement*)

adalah penurunan langsung terjadi begitu pembebanan bekerja, biasanya terjadi berkisar 0 – 7 hari pada tanah lanau pasir, tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan ($S_r \%$) < 90 %.

Menurut Timoshenko dan Goodies (1951), penurunan seketika besarnya adalah

$$S_i = q \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \cdot I_w$$

Sumber : Rekayasa Pondasi II, Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam

Dimana :

q = besarnya tegangan kontak

B = lebar pondasi

I_w = faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk pondasidan kekuatan pondasi (tabel 2.6.3)

μ = angka posh (tabel 2.6.4)

E_s = sifat elastisitas tanah (tabel 2.6.5)

Tabel 2.6.6.4.3. Faktor pengaruh I_w dan I_m

flexible				Rigid	
	Shape	center	average	I _w	I _m
Circle	1	0.64	0.85	0.88	6
Square	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
rectangle					
L/B					
0.2	-	-	-	-	2.29
0.5	-	-	-	-	3.33

1.5	1.36	0.68	1.15	0.6	4.12
2	1.53	0.77	1.3	1.2	4.38
5	2.1	1.05	1.83	1.7	4.82
10	2.54	1.27	2.25	2.1	4.93
100	4.01	2.00	3.69	3.4	5

Tabel 2.6.6.4.4. Harga μ menurut jenis tanah

Tipe tanah	μ
Clay, saturated	0.4-0.5
Clay, unsaturated	0.1-0.3
Sandy clay	0.2-0.3
Silt	0.3-0.35
Sand (dense)	0.2-0.4
▪ coarse (void ratio = 0.4 – 0.7)	0.15
▪ fined – grained (void ratio = 0.4 – 0.7)	0.25
rock	0.1-0.4
loess	0.1-0.3
ice	0.36
conerate	0.15

Tabel 2.6.6.4.5. Harga Es menurut jenis tanah

soil	Es (Mpa)
Clay	
▪ very soft	2-15
▪ soft	5-25
▪ medium	15-50
▪ hard	50-100

Sandy	25-250
Glacial till <ul style="list-style-type: none"> ▪ loose ▪ dense ▪ very dense ▪ loess 	10-153 144-720 478-1440 14-57
Sand <ul style="list-style-type: none"> ▪ silty ▪ loose ▪ dense 	7-21 10-24 48-81
Sand and gravel <ul style="list-style-type: none"> ▪ loose ▪ dense 	48-144 96-192
Shale	144-14400
Silt	2-20

Sumber : Rekayasa Pondasi II Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam

b. penurunan konsolidasi

adalah penurunan yang diakibatkan keluarnya air dalam pori tanah akibat beban yang bekerja pada pondasi yang besarnya ditentukan oleh waktu pembebanan dan terjadi pada tanah jenuh ($S_r = 100\%$) atau mendekati jenuh ($90\% - 100\%$).

Penurunan konsolidasi terjadi dua periode, itu penurunan konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.

1. penurunan konsolidasi primer

❖ tanah normal konsolidasi

$$S_{pc} = \frac{Cc - H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

❖ tanah over konsolidasi

$$- \quad P_o + \Delta P \leq P_c$$

$$S_{pc} = C_r \cdot \frac{H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

$$- \quad P_o + \Delta P > P_c$$

$$S_{pc} = C_r \cdot \frac{H}{1 + e_o} \log \frac{P_c}{P_o} + C_c \cdot \frac{H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_c} \right)$$

Dimana :

ΔP = tambahan tegangan

e_o = initial void ratio

C_c = compression index

P_o = efektif overburden layer

C_r = compression index pada kondisi over konsolidasi

H = tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

P_c = preconsolidation pressure

2. penurunan konsolidasi sekunder

$$S_{cs} = c'_a \cdot H \cdot \log \frac{t_1}{t_2}$$

$$C_a = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_1}{t_2}}$$

$$C'_a = \frac{C_a}{1 + e_p}$$

Sumber : Rekayasa Pondasi II Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam

2.6.6.5. Pondasi Dalam

Ada beberapa jenis dari pondasi dalam, antara lain adalah tiang pancang, sumuran, dan lain sebagainya. Pondasi dalam biasanya digunakan pada struktur yang menerima beban sangat besar. Selain itu juga mempertimbangkan adanya lapisan tanah keras di lokasi bangunan yang direncanakan.

2.6.6.6. Metode analisis kapasitas daya dukung tiang pancang.

Analisa-analisa kapasitas daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

1. Daya dukung vertikal yang diijinkan

a. Berdasarkan hasil sondir

Tes sondir atau Cone Penetration (CPT) pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung (q) dan tahanan selimut (c) sepanjang tiang. Tes sondir ini biasanya dilakukan pada tanah-tanah kohesif dan tidak dianjurkan tanah berkerikil dan lempung keras.

Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dapat digolongkan sebagai berikut :

- End Bearing Pile

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan pada tahanan ujung dan memindahkan beban yang diterima ke lapisan tanah keras di bawahnya.

➤ daya dukung tanah terhadap tiang adalah :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} * p}{3}$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana: Q_{tiang} = daya dukung keseimbangan tiang

A_{tiang} = luas penampang tiang

P = nilai konus dari hasil sondir

3 = faktor keamanan

- Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan :

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{tiang}} * A_{\text{tiang}}$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

P_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang

σ_{tiang} = tegangan tekan ijin bahan tiang

A_{tiang} = luas penampang tiang

- Friction Pile

Jika pemancangan tiang sampai lapisan tanah keras sulit dilaksanakan karena letaknya sangat dalam, dapat digunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasarkan peletakan antara tiang dengan tanah (cleef).

Persamaan daya dukung yang diijinkan terhadap tiang adalah:

$$Q_{\text{tiang}} = (O * L * C) / 5$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

Q_{tiang} = daya dukung tiang pancang

O = keliling tiang pancang

L = panjang tiang pancang yang masuk dalam tanah

C = harga cleef rata-rata

5 = faktor keamanan

- End bearing and Friction Pile

Jika perhitungan tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} * P}{3} + \frac{O * L * C}{5}$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

Q tiang	=	daya dukung keseimbangan tiang
P	=	nilai konus dari hasil sondir
O	=	keliling tiang pancang
L	=	panjang tiang pancang yang berada dalam tanah
C	=	harga cleef rata-rata

b. Berdasarkan hasil SPT

Standard Penetration Test menghasilkan suatu nilai N (banyaknya pukulan) pada kedalaman tertentu. Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat dan tahanan geser pada dinding. Besarnya daya dukung yang diijinkan R_a , diperoleh dari persamaan berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} * R_u$$

$$= \frac{1}{n} * (R_p + R_f)$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:	n	=	faktor keamanan
	R_u	=	daya dukung batas pada tanah pondasi
	R_p	=	daya dukung terpusat tiang
	R_f	=	gaya geser dinding tiang
	R_u	=	$q_d * A + U * \sum I_i * f_i$
	q_d	=	daya dukung terpusat tiang
	A	=	luas ujung tiang

- U = panjang keliling tiang
- I_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tanah
- f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang.

Perkiraan satuan daya dukung terpusat q_d diperoleh dari hubungan antara L/D dan $q_d/N * L$ adalah panjang ekivalen penetrasi pada lapisan pendukung, D adalah diameter tiang, N adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut :

$$N = (N_1 + N_2)/2$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

- N = harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang.
- N_1 = harga N pada ujung tiang
- N_2 = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

Dalam pelaksanaan jarang sekali dijumpai pondasi tiang pancang yang berdiri sendiri (single pile) saja, akan tetapi dari kelompok tiang (pile group). Dalam menentukan daya dukung kelompok tiang tidak cukup hanya dengan meninjau daya dukung tiang tunggal dikalikan dengan banyaknya tiang dalam kelompok tiang tersebut, sebab daya dukung kelompok tiang belum tentu sama dengan daya dukung tiang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang karena adanya pengaruh faktor efisiensi. Seperti halnya pada tiang pancang yang berdiri sendiri, maka tiang pancang dalam kelompok menurut cara pemindahan beban ke tanah dapat dibagi dalam 2 bagian :

- Kelompok Tiang End Bearing Pile

Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan pada tahanan ujung, sehingga kemampuan tiang dalam kelompok sama dengan kemampuan tiang tunggal dikalikan dengan banyaknya tiang.

$$Q_{pq} = n * Q_s$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

Q_{pq} = daya dukung kelompok tiang

n = banyaknya tiang pancang

Q_s = daya dukung tiang tunggal

o Kelompok Tiang Friction Pile

Daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan cleef dan conus. Salah satu persamaan yang digunakan, dirumuskan berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang:

$$Q_f = E_{ff} * Q \text{ tiang (daya dukung tiang tunggal)}$$

$$E_{ff} = 1 - \frac{\theta}{90} \frac{m(n-1) + n(m-1)}{m+n}$$

Sumber : Foundation Analysis and Design, Bowles, jilid 2, 1993

Dimana:

E_{ff} = efisiensi 1 tiang pancang dalam kelompok tiang

θ = arc. tan d/s

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang (as ke as)

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

$$Q_{sp} = \frac{qc * Ab}{Fb} + \frac{c * U}{Fs}$$

Sumber : Mekanika Tanah, Dr. Ir. L. D. Wesley, 1977

Dimana:

Q_{sp} = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal

q_c = tahanan konus pada ujung tiang

A_b = luas penampang ujung tiang

U = keliling tiang

c = tahanan geser (cleef) total sepanjang tiang

F_b = faktor keamanan = 3.0

F_s = faktor keamanan = 5.0

2. Daya Dukung Horisontal yang Diijinkan

Beban horisontal yang mungkin bekerja pada tiang adalah beban sementara, terutama diakibatkan beban gempa. Reaksi tiang terhadap beban horisontal ditentukan sekali oleh panjang tiang. Untuk tiang pendek dengan ($D/B < 20$) kegagalan disebabkan oleh runtuhnya tanah di sekeliling tiang, sedangkan pada tiang pancang ($D/B > 20$) kegagalan disebabkan oleh kerusakan struktural pada tiang.

Menurut Broms, daya dukung tiang pancang terhadap horisontal :

$$H_{sp} = (H_u / F_s)$$

Sumber : Soil Mechanics and Foundations, J. V. Parcher and R. E. Means, 1967

Dimana:

H_{sp} = daya dukung horisontal yang diijinkan

H_u = daya dukung batas horisontal

F_s = faktor keamanan (digunakan 2)

3. P_{max} yang terjadi pada tiang akibat pembebanan

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M(x).Y_{max}}{nx.\sum Y^2} \pm \frac{M(y).X_{max}}{ny.\sum X^2}$$

Sumber : Foundation and Analysis Design, Bowles, 1968

Dimana :

P_{max} = beban maximal yang di terima oleh tiang pancang (Kg).

ΣV = jumlah total beban nomal.

$M(x)$ = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x
(Kg cm).

$M(y)$ = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y
(Kg cm)

n = banyak tiang pancang pada kelompok tiang (*pile group*).

X_{max} = absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok
tiang (cm).

Y_{max} = ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat
kelompok tiang (cm).

n_x = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah
sumbu X.

n_y = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah
sumbu Y.

Σx^2 = jumlah kuadrat absis – absis tiang pancang (cm^2).

Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang pancang (cm^2)

Sedangkan besarnya beban yang di terima oleh masing – masing tiang pancang adalah

$$P_p = \frac{Q}{n}$$

Sumber : Foundation and Analysis Design, Bowles, 1968

Dimana :

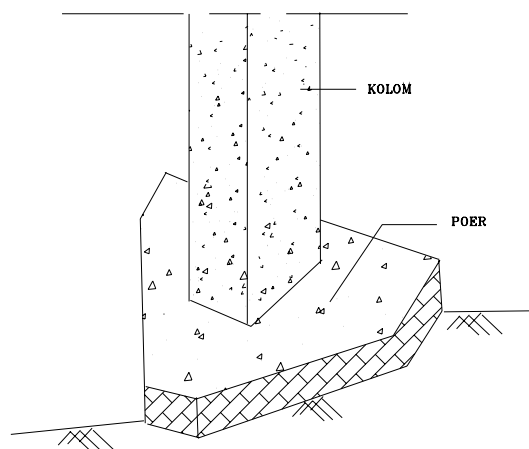
P_p = beban yang di terima oleh masing - masing tiang pancang.

Q = beban total yang di terima oleh kelompok tiang pancang
(*pile group*).

N = jumlah tiang pancang dalam kelompok tiang pancang
(*pile group*).

4. Kontrol settlement

Dalam kelompok tiang pancang (pile group) ujung atas tiang – tiang tersebut dihubungkan satu dengan yang lain nya dengan poer yang kaku sehingga merupakan satu kesatuan yang kokoh. Dengan poer ini diharapkan bila kelompok tiang tersebut di bebani secara merata akan terjadi penurunan yang merata pula. Puer ini berfungsi untuk menyalurkan dan menyebarkan beban dari kolom ke pondasi secara merata sesuai dengan daya dukung yang diijinkan.

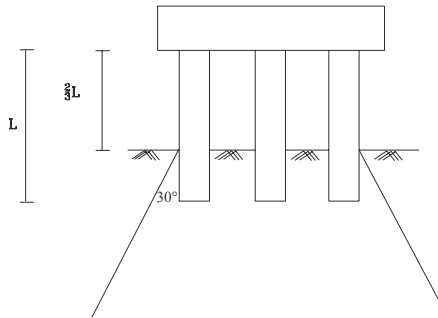


Gambar 2.6.6.1. Hubungan antara kolom dengan poer.

Kelompok tiang pancang yang di pancang sampai ke lapisan tanah keras akan mengalami penurunan yang kecil sehingga tidak mempengaruhi bangunan di atasnya. Kecuali bila di bawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan lempung, maka penurunan kelompok tiang perlu diperhitungkan.

Pada perhitungan penurunan kelompok tiang pancang dengan tahanan ujung, diperhitungkan merata pada bidang yang melalui ujung bawah tiang. Kemudian tegangan ini di sebarakan merata ke lapisan tanah sebelah bawah dengan sudut penyebaran 30° .

Untuk kelompok tiang pancang yang daya dukungnya didasarkan atas geseran antar tiang dengan tanah (friction pile) perlu diadakan perhitungan settlement. Tegangan pada tanah akibat berat bangunan dan muatannya dapat di perhitungkan merata pada kedalaman $\frac{2}{3} L$ (panjang tiang pancang) dan disebarkan dengan sudut penyebaran 30° .



Gambar 2.6.6.2. Penurunan pada tiang pancang

Menurut Cheng Lim dan Jack B. Evett (1981), besarnya settlement pada tanah yang mengandung lempung adalah:

$$S = \frac{e_o - e}{1 + e_o} . H$$

Sumber : Soil and Foundation, Cheng Lim and Jack B. Evett, 1981

Dimana :

S	=	settlement
e_o	=	void rasio awal
e	=	void rasio akhir
H	=	tebal lapisan tanah yang ditinjau

dapat juga di cari dengan memakai rumus

$$S = C_c . \frac{H}{1 + e_o} . \text{Log} \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

umber : Soil and Foundation, Cheng Lim and Jack B. Evett, 1981

Dimana :

C_c	=	<i>compressibility index</i>
ΔP	=	tekanan konsolidasi
P_o	=	tekanan efektif akibat pembebanan pada kedalaman yang di tuju
e_o	=	void rasio awal

sedangkan settlement pada tanah berpasir adalah :

$$S = H \cdot \frac{e_n - e_D}{e_n}$$

Sumber :Soil Mechanics and Foundation, J.V.Parcher and R.E.Means, 1967

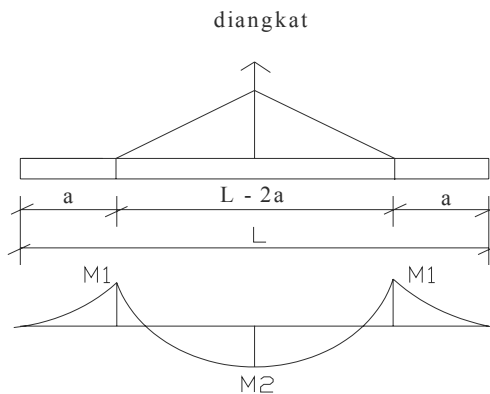
Dimana :

S	=	settlement
H	=	tebal lapisan yang ditinjau
e_n	=	void ratio tanah setempat
e_d	=	void ratio tanah dalam keadaan padat
	=	$\frac{V - V_s}{V_s}$
V_s	=	$\frac{W_s}{G_s}$
V	=	volume tanah dalam keadaan padat
G_s	=	<i>spesific gravity</i>

5. Penulangan tiang pancang

Berdasarkan pengangkatan tiang pancang

▪ Kondisi I



Gambar 2.6.6.6.3. Momen pada tiang akibat pengangkatan 2 titik

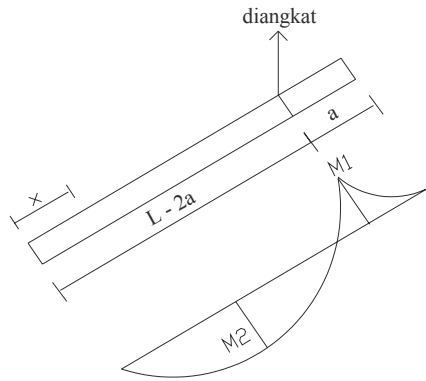
q = berat tiang pancang

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M_2 \\
 \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\
 L^2 - 4aL - 4a^2 &= 0
 \end{aligned}$$

▪ Kondisi II



Gambar 2.6.6.4. Momen pada tiang akibat pengangkatan 1 titik

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$R_1 = \frac{q \cdot (L - a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2 \cdot (L - a)}$$

$$R_1 = \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q \cdot L}{2 \cdot (L - a)}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - 0.5 \cdot q \cdot x^2$$

$$\frac{dM_x}{d_x} = 0$$

$$R_1 - q \cdot x = 0 \quad \longrightarrow \quad x = \frac{R_1}{q}$$

$$\frac{R_1}{q} = \frac{(L^2 - 2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)}$$

$$\begin{aligned}
M_2 &= R_1 \cdot \frac{(L^2 - 2.a.L)}{2.(L - a)} - \frac{1}{2}q \frac{(L^2 - 2.a.L)^2}{[2.(L - a)]^2} \\
M_2 &= \frac{1}{2}q \cdot \frac{L^2 - 2.a.L}{2.(L - a)} \\
M_1 &= M_2 \\
\frac{1}{2}q.a^2 &= \frac{1}{2}q \cdot \frac{L^2 - 2.a.L}{2.(L - a)} \longrightarrow 2.a^2 - 4.a.L + L^2 = 0
\end{aligned}$$

Tegangan – tegangan yang terjadi pada waktu pengangkatan :

$$\sigma = \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{ijin} \text{ Baja}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{ijin} \text{ Beton}$$

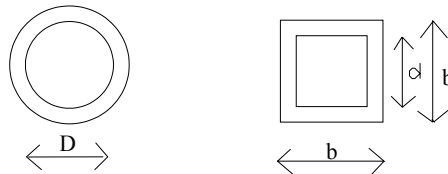
6. Perhitungan Tulangan

- Perhitungan tulangan akibat momen perencanaan

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\max} &= 0.75 \cdot \beta_1 \cdot \left[\frac{0.5.f'_c}{f_y} + \frac{600}{600 + f_y} \right] \\
&= 0.75 \cdot 0.85 \cdot \left[\frac{0.5.f'_c}{f_y} + \frac{600}{600 + f_y} \right]
\end{aligned}$$

Penampang pondasi dianalogikan sebagai bujursangkar dengan dimensi sebagai berikut :



Gambar 2.6.6.6.5. Penampang tiang pancang.

$$b = 0.88 \cdot D$$

penulangan tiang pancang :

$$M_u = M_n / \Phi$$

$$R_1 = 0.85 \cdot f'_c$$

$$K = \frac{Mu}{b.d^2.R_1}$$

$$F = 1 - \sqrt{(1 - 2K)}$$

$$As = \frac{F.b.d.R_1}{F}$$

$$\rho = \frac{As_{terpasang}}{b.d}$$

jika $\rho \leq \rho_{min}$ maka dipakai ρ_{min} untuk mencari tulangan tiang pancangnya

$$As_{terpasang} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (\text{lihat tabel})$$

- Perhitungan tulangan geser tiang pancang

$$\tau_b = \frac{D \max}{b.d} = \frac{-q.a + 0.5.q.L}{b.d}$$

$$\tau_b \text{ ijin} = \Phi \cdot Vc$$

$\tau_b < \tau_b \text{ ijin}$ maka tidak perlu tulangan geser, tetapi dalam pelaksanaannya di beri tulangan geser praktis.

Rasio penulangan spiral:

$$\rho_s = 0.45 \cdot \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \cdot x \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 \cdot \left[\frac{0.25 \cdot \pi \cdot Dg^2}{0.25 \cdot \pi \cdot Dc^2} \right] \cdot x \frac{f'_c}{f_y}$$

$$As = 2 \cdot x \rho_s \cdot x Ac$$

$$S = 2 \cdot \pi \cdot Dc \cdot As_{terpasang} / As$$

Dimana :

Φ = faktor reduksi.

A_g = luas bruto penampang.

A_c = luas penampang yang di tinjau.

S = jarak sengkang.

Dc = diameter panampang yang di tinjau.

Dg = diameter bruto penampang.